

CLP (H) 1300 × (B) 1050 × (L) 2000

2011 年 4 月

千葉窯業株式会社

目 次

§ 1 設計条件	1
§ 2 一般形状寸法図	2
§ 3 計算結果	3
§ 4 設計荷重	6
§ 5 安定計算	11
§ 6 たて壁の部材断面設計	16
§ 7 かかと版(つけ根)の部材断面設計	21
§ 8 かかと版(中間部)の部材断面設計	26

§1 設計条件

1.1 設計条件

(1) 擁壁形式	プレキャストL型擁壁
(2) 基礎形式	直接基礎
(3) 擁壁高さ	H = 1.300 (m)
(4) 土 圧	試行くさび法による土圧
(5) 地表面載荷重	q = 10.0 (kN/m ²)
(6) 単位体積重量 製品	$\gamma_c = 24.5$ (kN/m ³)

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土

せん断抵抗角	$\phi = 30.00$ (°)
単位体積重量	$\gamma_s = 19.0$ (kN/m ³)

(2) 支持地盤の定数

擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.577$
〃 の粘着力	C = 0.0 (kN/m ²)
許容地盤反力度	q _a = 57.66 (kN/m ²) 以上必要

1.3 安定条件

(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	$F_s \geq 1.50$
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e \leq 1/6 B$
	転倒安全率	$F_s \geq 1.50$

1.4 材料強度及び許容応力度

(1) コンクリート

設計基準強度	$\sigma_{ck} = 30$ (N/mm ²)
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 10.00$ (N/mm ²)
許容せん断応力度	$\tau_a = 0.45$ (N/mm ²)

(2) 鉄筋

許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 160$ (N/mm ²)
---------	--

1.5 参考文献

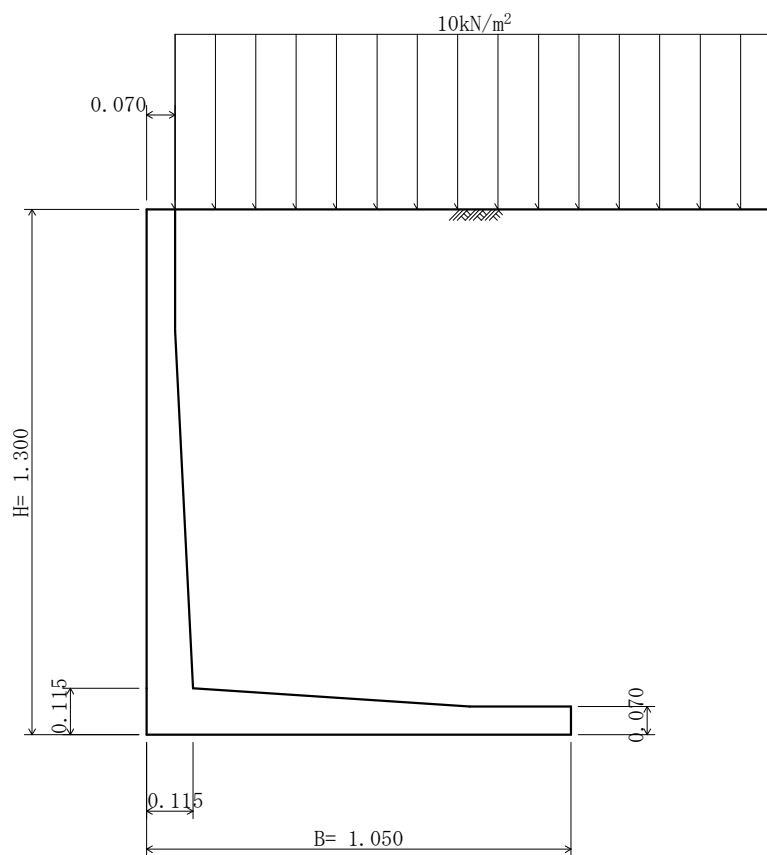
一、道路土工 一 擁壁工指針

(社)日本道路協会

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図

製品名：CLP (H) 1300×(B) 1050



§3 計算結果

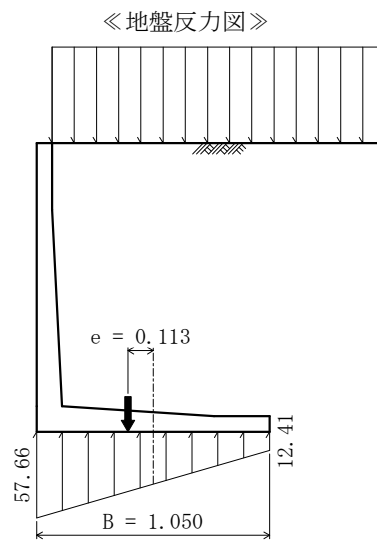
3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 載荷重あり

(1) 安定計算

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 F_s	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
36.79	9.69	0.113	4.61	2.19	57.66	12.41	0. K.
許 容 値		0.175	1.50	1.50			

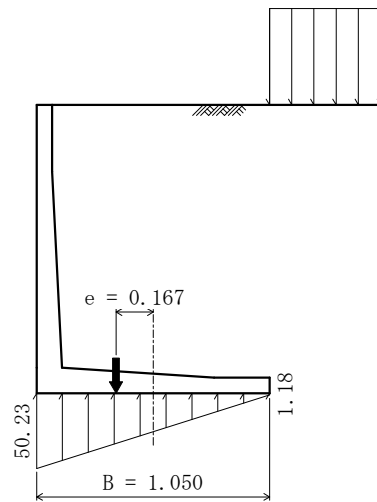


3.1.2 載荷重なし

(1) 安定計算

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	転倒 安全率 F_s	滑動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
26.99	9.69	0.167	3.30	1.61	50.23	1.18	0. K.
許 容 値		0.175	1.50	1.50			

《地盤反力図》



3.2 断面計算結果

3.2.1 たて壁の断面計算

部 材	項 目		中間部	つけ根
たて壁	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	40	85
		As (mm ²)	D10 - 6.5 464	D10 - 6.5 464
		x (mm)	17.6	28.1
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	0.11 × 10 ⁶	2.89 × 10 ⁶
		せん断力 S (N)	1.08 × 10 ³	7.31 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ _c	0.37	2.72
		σ _{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ _s	6.9	82.4
		σ _{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.09
		τ _{ca}	0.45	0.45

3.2.2 底版の断面計算

部 材	項 目		かかと つけ根	かかと 中間
底版	部 材 断 面	b (mm)	1000	1000
		d (mm)	85	40
		As (mm ²)	D10 - 6.5 464	D10 - 6.5 464
		x (mm)	28.1	17.6
	断 面 力	曲げモーメント M (N・mm)	2.89 × 10 ⁶	0.63 × 10 ⁶
		せん断力 S (N)	2.49 × 10 ³	4.53 × 10 ³
	コンクリートの 曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	σ _c	2.72	2.10
		σ _{ca}	10.00	10.00
	鉄筋の 曲げ引張応力度 (N/mm ²)	σ _s	82.4	39.8
		σ _{sa}	160	160
	コンクリートの せん断応力度 (N/mm ²)	τ	0.03	0.11
		τ _{ca}	0.45	0.45

§4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・載 荷 重
- ・土 圧

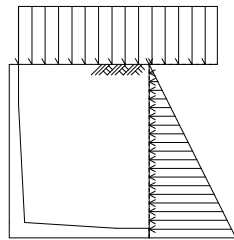
4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

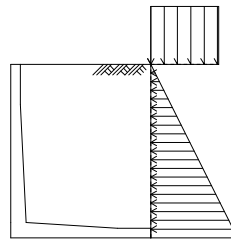
常 時 自重（+載荷重）+土圧

4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり

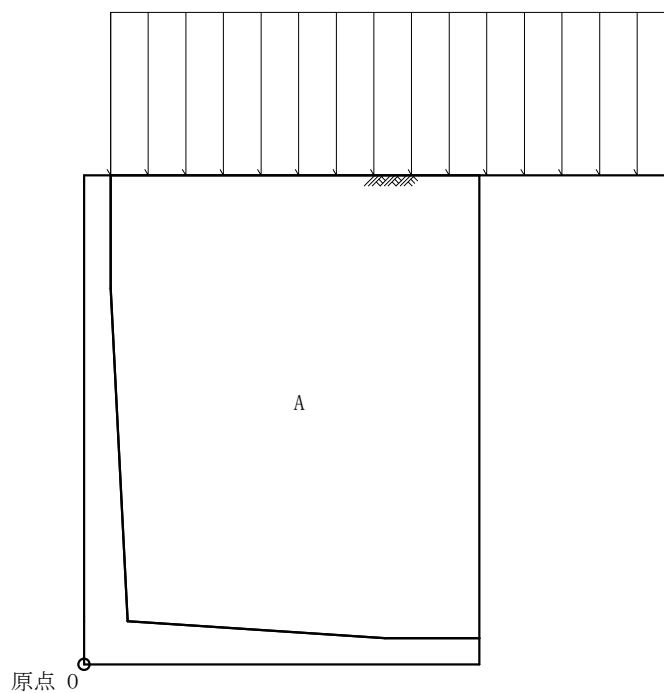


2) 載荷重なし



4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重の、鉛直荷重 V 、水平荷重 H 、および、原点 O に対する作用位置 (x, y) の計算を奥行き長 1.000 m あたりで行なう。



4.2.1 自重

(1) 躯体

1) 製品

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.050	1.300	1.365	0.525	0.650	0.7166	0.8873
a	-	0.045	0.300	-0.014	0.093	-0.0013	-0.0161
b	-1/2	0.045	0.885	-0.020	0.100	-0.0020	-0.0141
c	-	0.685	1.185	-0.812	0.458	-0.3719	-0.5749
d	-1/2	0.685	0.045	-0.015	0.572	-0.0086	-0.0015
e	-	0.250	1.230	-0.308	0.925	-0.2849	-0.2110
合計			0.196			0.0479	0.0697

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.196 \times 1.000 = 0.196 \text{ (m}^3\text{)}$$

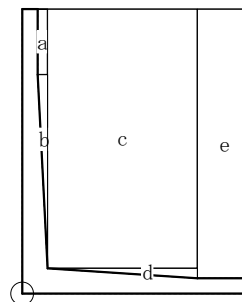
荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma_c = 0.196 \times 24.5 = 4.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.0479}{0.196} = 0.244 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.0697}{0.196} = 0.356 \text{ (m)}$$



(2) 載荷土

1) 裏込め土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	0.980	1.230	1.205	0.560	0.685	0.6748	0.8254
a	-1/2	0.045	0.885	-0.020	0.085	-0.0017	-0.0082
b	-	0.045	0.045	-0.002	0.093	-0.0002	-0.0002
c	-1/2	0.685	0.045	-0.015	0.343	-0.0051	-0.0013
合計			1.168			0.6678	0.8157

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 1.168 \times 1.000 = 1.168 \text{ (m}^3\text{)}$$

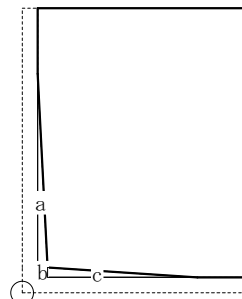
荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma_s = 1.168 \times 19.0 = 22.19 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.6678}{1.168} = 0.572 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.8157}{1.168} = 0.698 \text{ (m)}$$



4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載るものを鉛直荷重として考慮する。

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.980 \times 1.000 = 9.80 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = B - \frac{b}{2} = 1.050 - \frac{0.980}{2} = 0.560 \text{ (m)}$$

4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

ここに、

- Pa : 主働土圧合力 (kN/m)
- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- ω : すべり角 (°)
- ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
- δ : 壁面摩擦角 (°)
- α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 (°)

鉛直荷重・水平荷重

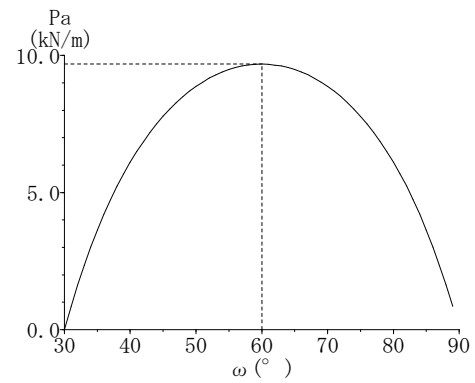
$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

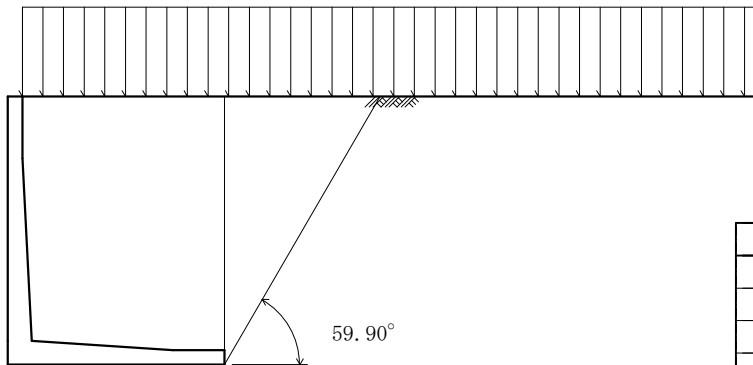
- V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)
- L : 擁壁の奥行き (計算幅) L = 1.000 (m)

$$\begin{aligned}
 h &= 1.300 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 16.85 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重 : } 7.54] \\
 \omega &= 59.90 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{16.85 \times \sin(59.90 - 30.00)}{\cos(59.90 - 30.00 - 0.00 - 0.00)} \\
 &= 9.69 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



ω	Pa	W
64.00	9.558	14.17
63.00	9.618	14.81
62.00	9.648	15.44
61.00	9.674	16.10
60.00	9.688	16.78
* 59.90	9.689	16.85
59.00	9.678	17.46
58.00	9.656	18.16
57.00	9.615	18.87
56.00	9.560	19.60
55.00	9.489	20.35

鉛直荷重

$$V = 9.69 \times \sin(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 9.69 \times \cos(0.00 - 0.00) \times 1.000 = 9.69 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.050 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{1.300}{3} = 0.433 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§5 安定計算

算出した荷重を集計して、以下の安定計算を行う。

5.1 計算方法

1) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \tan \delta + C \cdot B \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

F_s : 滑動安全率

F_{sa} : 滑動安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣH : 水平荷重 (kN)

$\tan \delta$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

$\tan \delta = 0.577$

C : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 $C = 0.0$ (kN/m²)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.050$ (m)

L : 擁壁の奥行き(計算幅) $L = 1.000$ (m)

2) 転倒に対する検討

転倒に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} \geq F_{sa}$$

ここに、

F_s : 安全率

ΣMr : 抵抗モーメント (kN・m)

ΣMo : 転倒モーメント (kN・m)

F_{sa} : 転倒安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$

つま先から合力の作用点までの距離 d および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離 e は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.050$ (m)

転倒に対する安定条件として、偏心距離 e は次式を満足するものとする。

$$|e| \leq \frac{1}{6} B$$

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$\begin{aligned}
 e > \frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L} \\
 |e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad \left. \begin{aligned} q_1 \\ q_2 \end{aligned} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\
 e < -\frac{B}{6} \text{ のとき} & \quad q_2 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}
 \end{aligned}$$

ここに、

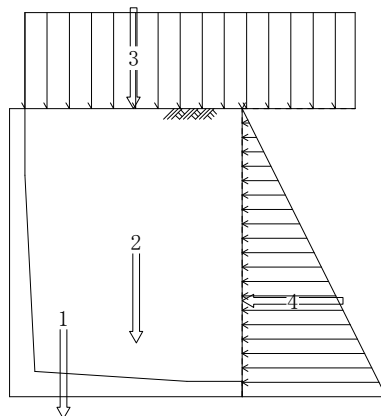
- q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)
- ΣV : 鉛直荷重 (kN)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 1.050$ (m)
- L : 擁壁の奥行 (計算幅) $L = 1.000$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

5.2 計算結果

5.2.1 載荷重あり

No	荷重名	荷重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	4.80		0.244	0.356	1.17	
2	裏込め土	22.19		0.572	0.698	12.69	
3	載荷重	9.80		0.560	1.300	5.49	
4	土圧		9.69	1.050	0.433		4.20
合計 Σ		36.79	9.69			19.35	4.20

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{36.79 \times 0.577 + 0.0 \times 1.050 \times 1.000}{9.69} \\
 &= 2.19 \geq F_{sa} = 1.5
 \end{aligned}$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\sum Mr}{\sum Mo} = \frac{19.35}{4.20} = 4.61 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = \frac{19.35 - 4.20}{36.79} = 0.412 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.050}{2} - 0.412 = 0.113 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.113 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.175 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

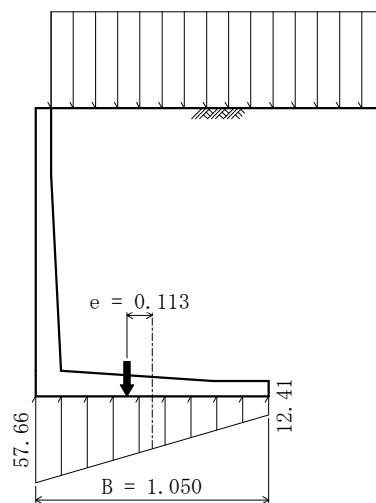
最大地盤反力度

$$q_1 = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{36.79}{1.050 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.113}{1.050} \right)$$

$$= \begin{cases} 57.66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 12.41 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

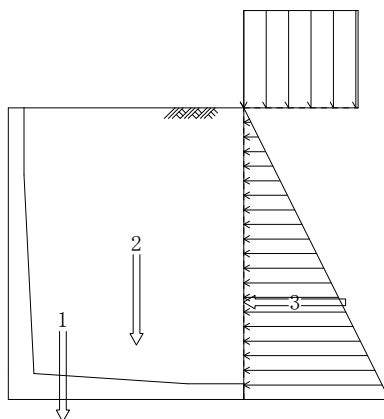
《地盤反力図》



5.2.2 載荷重なし

No	荷重名	荷重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN・m)	転倒 Mo (kN・m)
1	躯体	4.80		0.244	0.356	1.17	
2	裏込め土	22.19		0.572	0.698	12.69	
3	土圧		9.69	1.050	0.433		4.20
合計 Σ		26.99	9.69			13.86	4.20

《荷重作用図》



1) 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B \cdot L}{\Sigma H} = \frac{26.99 \times 0.577 + 0.0 \times 1.050 \times 1.000}{9.69}$$

$$= 1.61 \geq F_{sa} = 1.5$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

2) 転倒に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{13.86}{4.20} = 3.30 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、転倒安全率は安定条件を満足している。

つま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{13.86 - 4.20}{26.99} = 0.358 \text{ (m)}$$

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.050}{2} - 0.358 = 0.167 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.167 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.175 \text{ (m)}$$

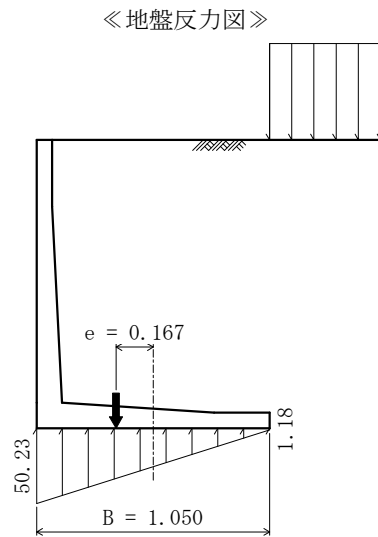
よって、偏心距離は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{26.99}{1.050 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.167}{1.050} \right) \\
 q_2 &= \begin{cases} 50.23 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.18 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

よって、上記の値以上の支持力が必要である。

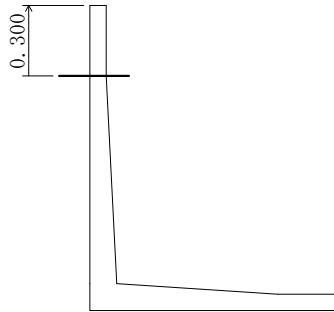


§6 たて壁の部材断面設計

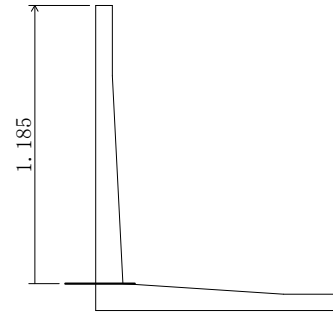
たて壁は、底版との接合部を固定端とする片持版で設計する。

6.1 断面検討位置

中間部位置



つけ根位置



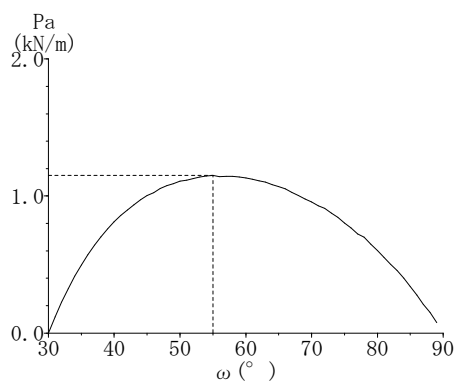
6.2 荷重の計算

たて壁に作用する荷重は、以下の荷重を考慮し、たて壁自重および土圧の鉛直分力は無視する。

6.2.1 土圧

1) 中間部

$$\begin{aligned}\alpha &= 0.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ W &= 2.64 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 2.05] \\ \omega &= 55.70 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\ \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}\end{aligned}$$



最大主働土圧合力

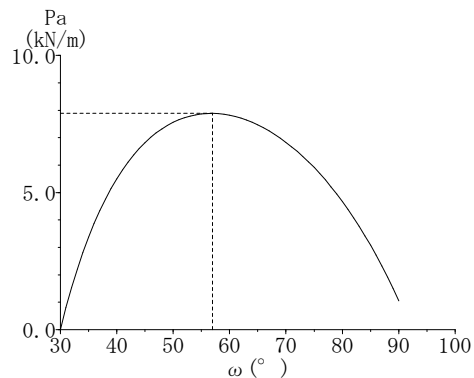
$$\begin{aligned}P_a &= \frac{2.64 \times \sin(55.70 - 30.00)}{\cos(55.70 - 30.00 - 20.00 - 0.00)} \\ &= 1.15 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$



ω	P_a	W
60.00	1.132	2.23
59.00	1.139	2.32
58.00	1.143	2.41
57.00	1.143	2.50
56.00	1.142	2.59
* 55.70	1.151	2.64
55.00	1.150	2.71
54.00	1.146	2.81
53.00	1.139	2.91
52.00	1.128	3.01
51.00	1.115	3.11

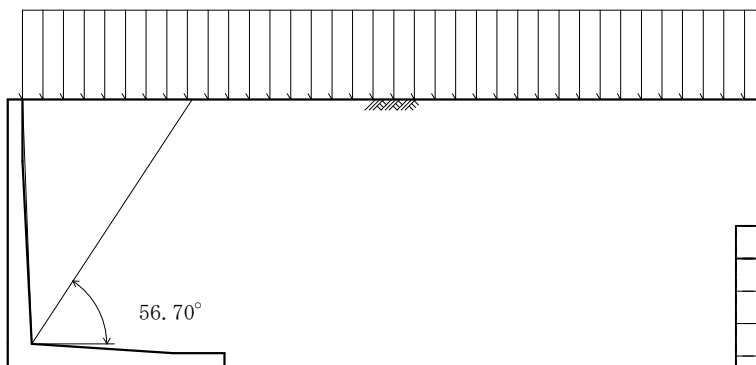
2) つけ根

$$\begin{aligned} \alpha &= 2.17 (^\circ) \\ W &= 17.51 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重} : 8.23] \\ \omega &= 56.70 (^\circ) \\ \delta &= 20.00 (^\circ) \\ \phi &= 30.00 (^\circ) \end{aligned}$$



最大主働土圧合力

$$\begin{aligned} Pa &= \frac{17.51 \times \sin(56.70 - 30.00)}{\cos(56.70 - 30.00 - 20.00 - 2.17)} \\ &= 7.89 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$



ω	Pa	W
61.00	7.777	14.92
60.00	7.823	15.50
59.00	7.851	16.08
58.00	7.876	16.69
57.00	7.891	17.32
* 56.70	7.892	17.51
56.00	7.882	17.94
55.00	7.866	18.59
54.00	7.838	19.26
53.00	7.792	19.94
52.00	7.728	20.63

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

$$L : \text{擁壁の奥行き (計算幅)} \quad L = 1.000 \text{ (m)}$$

	土圧力 Pa (kN/m)	摩擦角 δ ($^\circ$)	傾斜角 α ($^\circ$)	水平荷重 H (kN)	作用位置 y (m)
中間部	1.15	20.00	0.00	1.08	0.100
つけ根	7.89	20.00	2.17	7.31	0.395

6.3 設計断面力

(1) 中間部

せん断力

$$S = H = 1.08 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 1.08 \times 0.100 \\ &= 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(2) つけ根

せん断力

$$S = H = 7.31 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

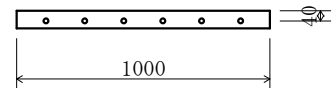
$$\begin{aligned} M &= H \cdot y = 7.31 \times 0.395 \\ &= 2.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

6.4 実応力度の計算

(1) 中間部

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 17.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 1.08 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.11 \times 10^6}{1000 \times 17.6 \times \left(40 - \frac{17.6}{3}\right)} \\ &= 0.37 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

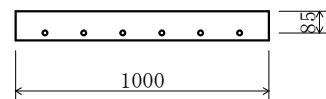
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.11 \times 10^6}{464 \times \left(40 - \frac{17.6}{3}\right)} \\ &= 6.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{1.08 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(2) つけ根

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 85 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 28.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 2.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 7.31 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 2.89 \times 10^6}{1000 \times 28.1 \times \left(85 - \frac{28.1}{3}\right)} \\ &= 2.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2.89 \times 10^6}{464 \times \left(85 - \frac{28.1}{3}\right)} \\ &= 82.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

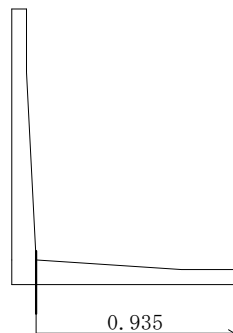
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{7.31 \times 10^3}{1000 \times 85} \\ &= 0.09 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§7 かかと版(つけ根)の部材断面設計

かかと版(つけ根)は、たて壁との接合部を固定端とする片持版として設計する。

7.1 断面検討位置

断面検討位置



7.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) かかと版自重

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次モーメント A・x (m ³)
	0.935	0.115	0.108	0.468	0.0505
a	-1/2 × 0.685	0.045	-0.015	0.457	-0.0069
b	-	0.250 × 0.045	-0.011	0.810	-0.0089
合計			0.082		0.0347

作用位置

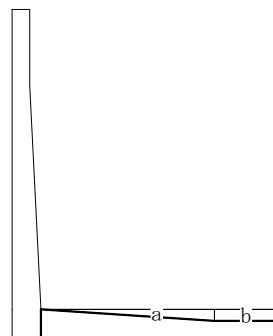
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.0347}{0.082} = 0.423 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.082 \times 24.5 \times 1.000 = 2.01 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.01 \times 0.423 = 0.85 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重心位置 x (m)	断面一次 モーメント A・x (m ³)
	0.935	1.230	1.150	0.468	0.5382
a	-1/2	0.685	0.045	-0.015	-0.0034
合計			1.135		0.5348

作用位置

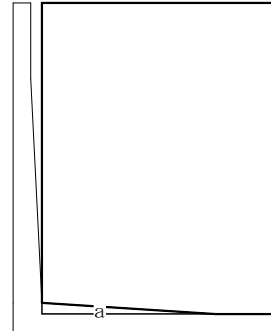
$$x = \frac{\sum A \cdot x}{\sum A} = \frac{0.5348}{1.135} = 0.471 \text{ (m)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 1.135 \times 19.0 \times 1.000 = 21.57 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 21.57 \times 0.471 = 10.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

$$q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.935 \times 1.000 = 9.35 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.468 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 9.35 \times 0.468 = 4.38 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 57.66 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.41 + (57.66 - 12.41) \times \frac{0.935}{1.050}$$

$$= 52.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(52.70 + 12.41) \times 0.935 \times 1.000}{2}$$

$$= 30.44 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.935}{3} \times \frac{2 \times 12.41 + 52.70}{12.41 + 52.70}$$

$$= 0.371 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 30.44 \times 0.371 = 11.29 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 50.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.18 + (50.23 - 1.18) \times \frac{0.935}{1.050}$$

$$= 44.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(44.86 + 1.18) \times 0.935 \times 1.000}{2}$$

$$= 21.52 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.935}{3} \times \frac{2 \times 1.18 + 44.86}{1.18 + 44.86}$$

$$= 0.320 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 21.52 \times 0.320 = 6.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

7.3 設計断面力

1) 荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	2.01	0.85
2	かかと版上の載荷土	21.57	10.16
3	地盤反力	-30.44	-11.29
4	自動車荷重	9.35	4.38
	合 計 Σ	2.49	4.10

2) 荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	2.01	0.85
2	かかと版上の載荷土	21.57	10.16
3	地盤反力	-21.52	-6.89
	合 計 Σ	2.06	4.12

断面計算に用いる曲げモーメントは、たて壁つけ根の曲げモーメント $M_o = 2.89$ (kN・m) とする。
 実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 2.49 \text{ (kN)}$$

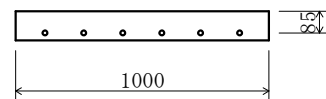
曲げモーメント

$$M = 2.89 \text{ (kN・m)}$$

7.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 85 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中立軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 85}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 28.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 2.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 2.49 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 2.89 \times 10^6}{1000 \times 28.1 \times \left(85 - \frac{28.1}{3}\right)} \\ &= 2.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2.89 \times 10^6}{464 \times \left(85 - \frac{28.1}{3}\right)} \\ &= 82.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

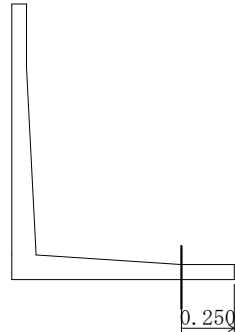
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{2.49 \times 10^3}{1000 \times 85} \\ &= 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$

§8 かかと版(中間部)の部材断面設計

かかと版(中間部)は、下の指定位置を固定端とする片持版として設計する。

8.1 断面検討位置

断面検討位置



8.2 荷重の計算

かかと版に作用する荷重は、以下の荷重を考慮する。

(1) かかと版自重

面積

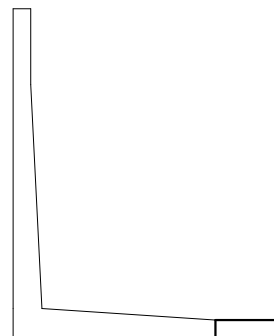
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 0.070 = 0.018 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_c \cdot L = 0.018 \times 24.5 \times 1.000 = 0.44 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 0.44 \times 0.125 = 0.06 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(2) かかと版上の載荷土

面積

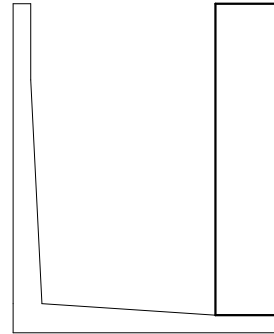
$$A = b \cdot h = 0.250 \times 1.230 = 0.308 \text{ (m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = A \cdot \gamma_s \cdot L = 0.308 \times 19.0 \times 1.000 = 5.85 \text{ (kN)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 5.85 \times 0.125 = 0.73 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$



(3) 地表面載荷重

荷重強度

$$q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = q \cdot b \cdot L = 10.00 \times 0.250 \times 1.000 = 2.50 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 0.125 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 2.50 \times 0.125 = 0.31 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(4) 地盤反力度

1) 載荷重あり

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 57.66 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 12.41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$\begin{aligned} q_3 &= q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 12.41 + (57.66 - 12.41) \times \frac{0.250}{1.050} \\ &= 23.18 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(23.18 + 12.41) \times 0.250 \times 1.000}{2} \\ &= 4.45 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

作用位置

$$\begin{aligned} x &= \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 12.41 + 23.18}{12.41 + 23.18} \\ &= 0.112 \text{ (m)} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 4.45 \times 0.112 = 0.50 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) 荷重なし

『安定計算』の結果より

$$q_1 = 50.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 1.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

かかと版検討位置での地盤反力度

$$q_3 = q_2 + (q_1 - q_2) \cdot \frac{l_2}{B} = 1.18 + (50.23 - 1.18) \times \frac{0.250}{1.050}$$

$$= 12.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

せん断力

$$S = \frac{(q_3 + q_2) \cdot l_2 \cdot L}{2} = \frac{(12.86 + 1.18) \times 0.250 \times 1.000}{2}$$

$$= 1.76 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{l_2}{3} \cdot \frac{2 \cdot q_2 + q_3}{q_2 + q_3} = \frac{0.250}{3} \times \frac{2 \times 1.18 + 12.86}{1.18 + 12.86}$$

$$= 0.090 \text{ (m)}$$

曲げモーメント

$$M = S \cdot x = 1.76 \times 0.090 = 0.16 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.3 設計断面力

かかと版中間部の曲げモーメントは

たて壁つけ根の曲げモーメントを超えないものとする。

1) 荷重あり

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.44	0.06
2	かかと版上の載荷土	5.85	0.73
3	地盤反力	-4.45	-0.50
4	自動車荷重	2.50	0.31
	合 計 Σ	4.34	0.60

2) 荷重なし

No	荷 重 名	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	かかと版自重	0.44	0.06
2	かかと版上の載荷土	5.85	0.73
3	地盤反力	-1.76	-0.16
	合 計 Σ	4.53	0.63

実応力度計算には、以下の最大断面力を用いる。

せん断力

$$S = 4.53 \text{ (kN)}$$

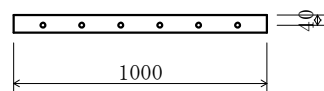
曲げモーメント

$$M = 0.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

8.4 実応力度の計算

単鉄筋長方形断面で計算を行う。

$$\begin{aligned} \text{有効幅} \quad b &= 1000 \text{ (mm)} \\ \text{有効高さ} \quad d &= 40 \text{ (mm)} \\ \text{鉄筋量} \quad A_s &= D10 - 6.5 \\ &= 4.64 \text{ (cm}^2\text{)} = 464 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$



コンクリートに対する鉄筋のヤング係数比 $n = 15$

中 立 軸

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}} \right\} \\ &= \frac{15 \times 464}{1000} \times \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 40}{15 \times 464}} \right\} \\ &= 17.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

設計断面力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= 0.63 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ \text{せん断力} \quad S &= 4.53 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

実応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2 \times 0.63 \times 10^6}{1000 \times 17.6 \times \left(40 - \frac{17.6}{3}\right)} \\ &= 2.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 10.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{0.63 \times 10^6}{464 \times \left(40 - \frac{17.6}{3}\right)} \\ &= 39.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{sa} = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \\ \tau &= \frac{S}{b \cdot d} = \frac{4.53 \times 10^3}{1000 \times 40} \\ &= 0.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{a1} = 0.45 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O. K.} \end{aligned}$$